

4 ラーメン隅角部の変形特性

4.1 はじめに

都市高架道路においては、薄肉箱形断面部材で構成された鋼製ラーメン橋脚が数多く建設されている。その安全性確保には、大きな断面力の作用する可能性がある上に、せん断遅れによる応力集中も生じる梁と柱の接合部（隅角部）の設計が重要となる。隅角部における応力集中に関しては奥村らの研究〔奥村敏恵，1968〕がよく知られており、その研究成果に基づいた弾性設計がこれまで種々の設計基準として採用されてきた。

一方で、鋼製ラーメン橋脚隅角部の耐荷力や変形能に関する研究も行われてきている。中井ら〔中井博，1987〕は使用限界における応力照査法や終局強度照査法について検討し、酒造ら〔酒造敏廣，1991〕は崩壊形式による変形挙動の違いを示している。黄ら〔黄元燮，1994a〕〔黄元燮，1994b〕は種々の材料や寸法を用いた実験を行い、強度、変形能に及ぼす影響を調べている。山田ら〔山田尚之，1996〕，青木ら〔青木徹彦，1997〕は、矩形断面部材だけでなく、八角形や円形断面部材の隅角部の耐震特性について研究している。また岡下ら〔岡下勝彦，1998〕，三木ら〔三木千寿，1998〕は隅角部の脆性破壊の研究に取り組んでいる。

1995年の兵庫県南部地震以降、大きな繰り返し荷重下での変形挙動の把握が耐震設計上重要となり、単柱形式の鋼製橋脚などでは実験的・解析的に数多くの研究がなされ、巨大地震時の変形挙動もほぼ予測できるようになってきた〔耐震設計研究WG，1996〕〔建設省土木研究所，1997〕〔構造工学震災調査特別小委員会，1997〕。それに比して、隅角部の変形挙動に関する研究は、既存のものだけでは必ずしも十分ではなく、巨大地震に対する隅角部の設計方針が確立されているとは言い難い。

本研究では、鋼製ラーメン橋脚の隅角部に取り付けられるハンチの効果に着目した。ハンチは隅角部の応力集中を緩和するために従来より用いられており、耐力の増加が期待されている。しかしながら、大きな繰り返し荷重下におけるハンチ付き隅角部の力学的挙動に関する研究は少なく、池田らにより実験的研究が行われている程度である〔池田学，1999〕。本研究では、この実験を参考にしてABAQUS〔ABAQUS/Standard User's Manual，1997〕による複合非線形有限要素解析を行い、ラーメン隅角部の変形特性について検討する。

4.2 解析条件

4.2.1 解析モデル

池田らの载荷実験〔池田学，1999〕で用いられた供試体の中から2つ（G-1，G-3）を解析対象として取り上げ、その概略を図-4.2.1に示している。载荷点側の部材を梁、反対側の部材を柱と呼び、ハンチが取り付けられた区間（図-4.2.1の斜線部）を本論文では隅角部と定義する。梁・柱部材はいずれも箱形断面で

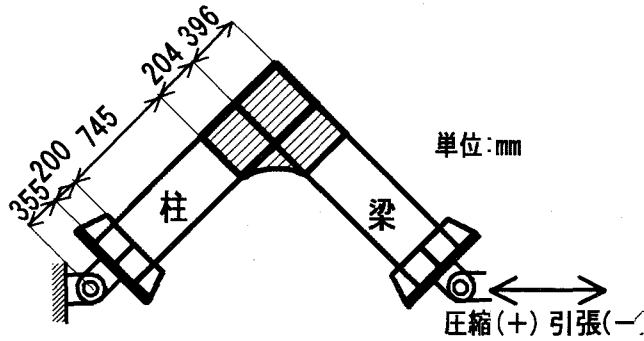


図-4.2.1 供試体概略図

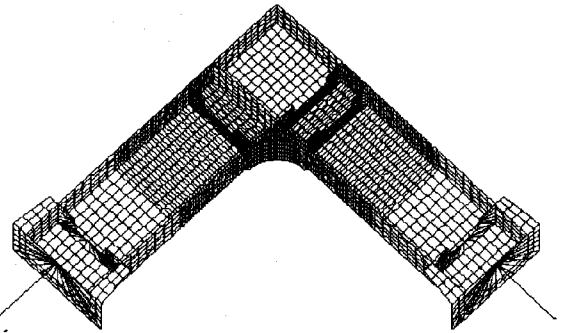


図-4.2.2 要素分割

表-4.2.1 供試体の諸元

供試体	柱・梁部材		隅角部板厚
	フランジ	ウェブ	
G-1	410 mmx12	380 mmx12	16 mm
G-3	mm	mm	22 mm

あり、同じ断面寸法、長さとなっている。諸元は表-4.2.1 にまとめている。また、ハンチの曲率半径は 200mm、ハンチおよびダイアフラムの板厚はそれぞれ 12 mm、7 mm である。

G-1, G-3 の違いは隅角部の板厚にある。G-1 の板厚は平均応力をもとに設計され 16mm であるのに対し、せん断遅れの影響を考慮して定めた G-3 の板厚は 22mm となっている。幅厚比は、柱・梁部材の一般部のフランジ、ウェブでそれぞれ 0.780, 0.723, G-1 の隅角部フランジ、ウェブで 0.550, 0.510, G-3 の隅角部フランジ、ウェブで 0.400, 0.371 である。

G-1, G-3 供試体は、隅角部内側に曲線型ハンチを取り付けた構造形式となっている。本研究では、このハンチを取り外した供試体モデルの解析も行い、ハンチの効果を検討する。その際には、ハンチ先端のダイアフラムの影響も見つるため、ダイアフラムのある場合、ない場合の解析も行う。ハンチはないがダイアフラムは有している供試体を H-1, H-3, ハンチもダイアフラムもない供試体を I-1, I-3 と呼ぶこととする。また記述の便宜上、G-1, H-1, I-1 をシリーズ 1, G-3, H-3, I-3 をシリーズ 3 と呼ぶ。

有限要素解析においては、対称性を考慮し、供試体の 1/2 のみを解析対象とする。図-4.2.2 に G-1 および G-3 の解析で用いた要素分割を示す。使用した要素数はシェル要素 4096 個、梁要素 2 個である。梁要素は供試体端部の载荷治具の部分に該当しており、剛としている。初期たわみと残留応力は無視する。

実験供試体に用いられた鋼材は SM490 で、その一軸引張試験結果からパラメータ値を定めた三曲面モデル [後藤芳顕, 1998] を本解析では構成則として使用する。

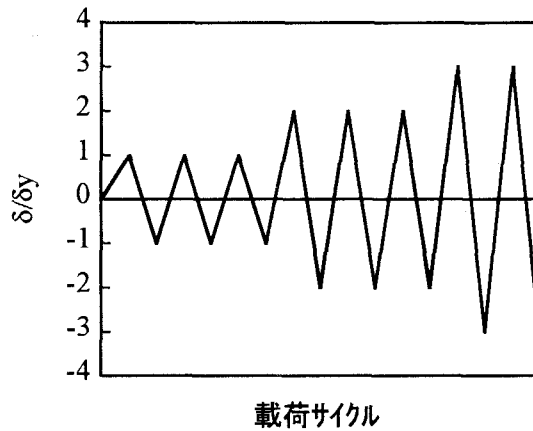


図-4.2.3 载荷点の水平変位履歴

4.2.2 载荷方法

図-4.2.1 に示すように，両端をヒンジ固定（一端は水平方向可動）し，梁部材端部の変位制御により载荷する．フランジ隅角部近傍における軸方向ひずみの平均値が降伏ひずみに達した時点以降を降伏点とし，その時の変位 δy を用いて， $\delta y \rightarrow 2 \delta y \rightarrow 3 \delta y \rightarrow \dots$ と次第に振幅を大きくしながら各振幅で3サイクルずつ繰り返し载荷する（図-4.2.3）．圧縮，引張の定義は図-4.2.1 に示す通りであり，圧縮を正，引張を負として本論文では取り扱う．载荷方法や符号（正負）の定義は，池田ら [池田学，1999] が採用したものに合わせている．なお， δy はシリーズ1で11mm，シリーズ3で9.5mmである．

ところで，鋼製橋脚の载荷実験では，各振幅1サイクルずつの繰り返し载荷が行われることも多い [建設省土木研究所，1997]．このことを考慮し，1サイクル载荷による解析も行い，サイクル数の影響についても検討する．

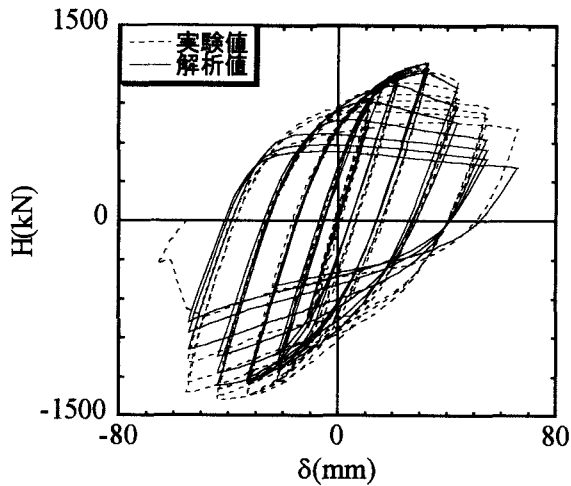
4.3 解析結果および考察

4.3.1 荷重-変位関係

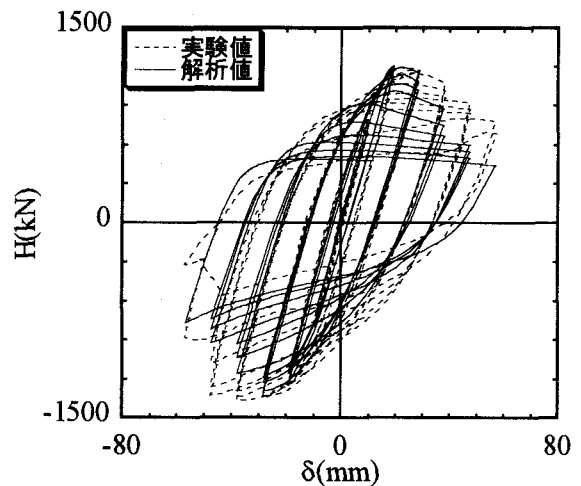
(1) 3サイクル载荷

G-1 および G-3 の解析結果として，载荷点での水平荷重 H - 水平変位 δ の関係を実験結果とともに図-4.3.1 に示している．最大耐力以降の劣化域で解析結果は耐力を小さめに評価しているが，鋼製橋脚の耐震設計で重要となるのは耐力が若干低下するまでの変形挙動であること [日本道路協会，1996] [鉄道総合技術研究所，1998]，この種の繰り返し载荷実験ではその結果にばらつきが見られること [建設省土木研究所，1997] などを考慮すれば，本解析法により耐震性を実用上十分に評価し得ると判断される．

次に，H-1，H-3，I-1，I-3 の解析を行い，第一象限における包絡線を G-1，G-3 の結果とともに図-4.3.2 に描いている．図-4.3.2(a) に示すシリーズ1の解析結果を見ると，ハンチを取り外すことにより剛性と最大耐力は若干低下するも

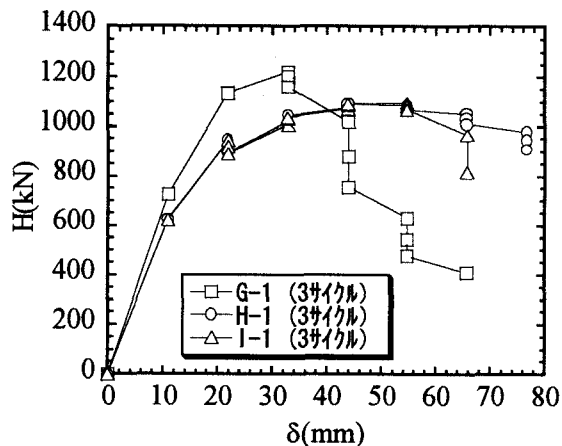


(a) G-1

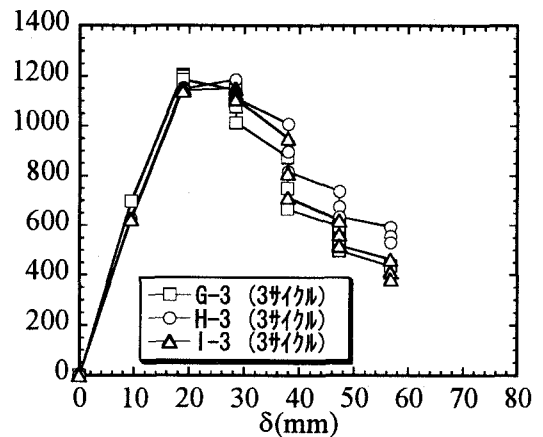


(b) G-3

図-4.3.1 水平荷重—水平変位関係（履歴曲線）



(a) シリーズ 1



(b) シリーズ 3

図-4.3.2 水平荷重—水平変位関係（3サイクル載荷）

の、最大耐力点の変位は $3 \delta_y$ (33mm) から $5 \delta_y$ (55mm) へと大幅に増加している。

一方、図-4.3.2(b)から理解されるように、シリーズ3の解析結果はシリーズ1とかなり異なる。すなわち、シリーズ3では、ハンチやダイアフラムの有無にかかわらず、最大耐力まではほぼ同じ変形応答を示す。違いは最大耐力以降に生じ、G-3、I-3、H-3の順で耐力低下は大きくなっている。ただし、その差はそれほど大きなものではない。またG-1とG-3の解析結果を比べると、せん断遅れを考慮せずに隅角部を設計しても、ハンチを取り付ければほぼ同じ耐力、変形能を確保できることがわかる。

H-1、H-3の解析結果をそれぞれI-1、I-3の結果と比較すれば、ダイアフラムの影響は最大耐力以前にはほとんど見られないものの、最大耐力以降の劣化の

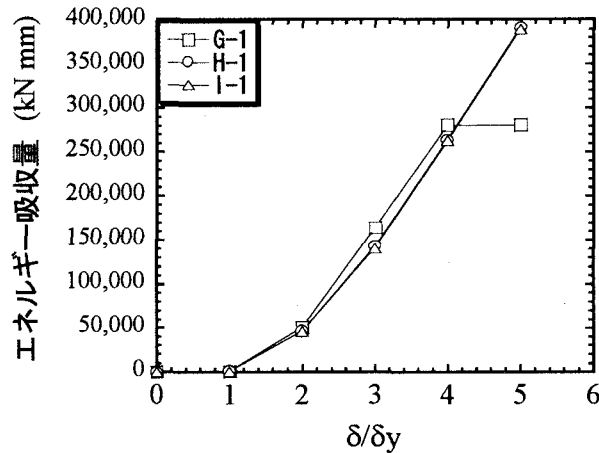


図-4.3.3 エネルギー吸収量

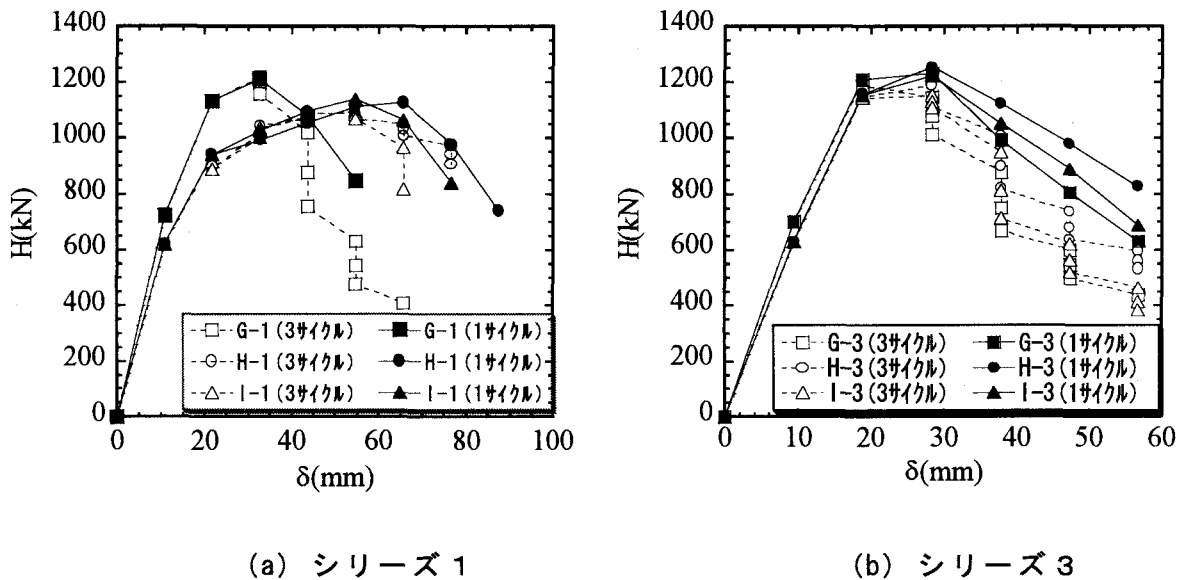


図-4.3.4 水平荷重—水平変位関係（1, 3 サイクル）

度合いはダイアフラムにより緩和されていることが理解される。

シリーズ1の解析結果から载荷サイクルごとのエネルギー吸収量を計算し、各振幅ごとのエネルギー吸収量（3サイクルの合計）を図-4.3.3にまとめている。4 δy までは、G-1の方が若干多くのエネルギーを吸収するが、その後はH-1, I-1のエネルギー吸収量の方が大きくなる。そのため、安定した変形領域である最大耐力点（G-1では3 δy , H-1, I-1では5 δy ）までに吸収されるエネルギー量は、G-1よりH-1, I-1の方が多くなる。

(2) 1 サイクル 载荷

各振幅での繰り返し载荷を1回として解析を行い、解析結果として载荷点での水平荷重—水平変位（ $H-\delta$ ）曲線の包絡線を図-4.3.4に示している。この図には3サイクル载荷の解析結果も示しているが、すべての場合において、繰り返

し回数の違いは最大耐力以降の劣化域で顕著となり3サイクル载荷の方が耐力低下の度合いが大きい。宇佐美らは、単柱形式の橋脚供試体を用いて繰り返し回数の影響を実験的に調べているが、その実験結果でも本解析結果と同様に繰り返し回数の影響は耐力低下域で顕著になっている〔宇佐美勉，1993〕。そのため、耐震設計で重要なのは耐力が若干低下するまでの変形挙動であることや実験結果のばらつきを考えれば、耐震特性の把握には、1サイクル载荷による検討でも実用上は十分と思われる。また、ハンチやダイアフラムの効果については、3サイクル载荷の場合と同様の傾向が認められた。

4.3.2 変形性状

すべての解析において、局部座屈は最大耐力付近で生じ始め、その初期段階においては梁部材、柱部材の両方で面外変形が認められた。しかしながら、変形が進むに連れて、どちらか一方の局部座屈が進展し片側に変形が集中した。これは実験での観察と符合している。

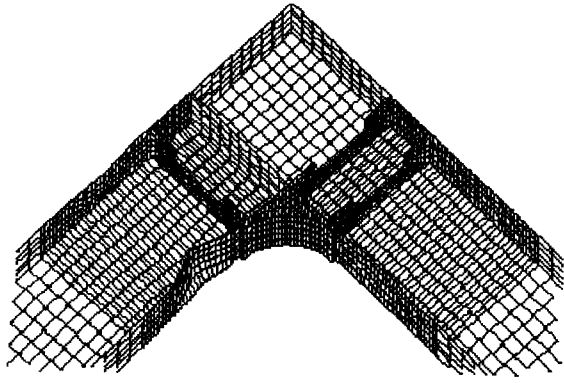
図-4.3.5にシリーズ1の変形性状を示している。G-1の場合には、局部座屈が板厚の小さな部材一般部に集中して生じているのに対し、H-1、I-1の場合には、隅角部にも面外変形が見られる。一般に、隅角部と部材一般部の剛性差が大きいと、剛性の小さな部材一般部に変形が集中しやすくなるため、塑性変形が広がる前に局部座屈が発生する。図-4.3.2(a)に見られるハンチの有無による荷重-変位曲線の違いは、このような変形挙動の差を反映していると考えられる。

シリーズ3の変形性状を図-4.3.6にまとめている。この場合には、ハンチの有無にかかわらず、すべてのケースで局部座屈が部材一般部に集中して生じている。このシリーズでは隅角部の板厚がせん断遅れの影響を考慮して定められており、シリーズ1より6mm(37.5%)厚い。そのため、ハンチがなくても隅角部の剛性は梁・柱部材の一般部より十分に大きくなっており、ハンチの有無による座屈モードの違いが生じず、図-4.3.2(b)の荷重-変位関係においても顕著な差が現れなかったと考えられる。

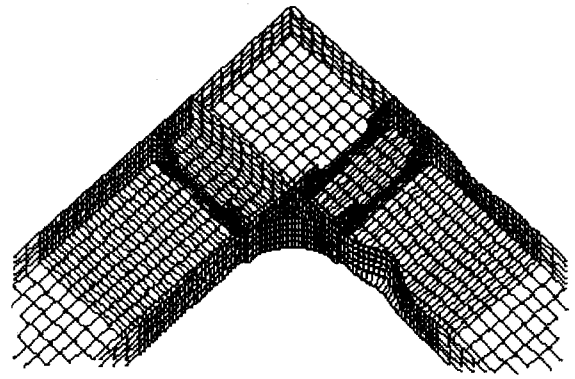
図-4.3.5、4.3.6からわかるように、ハンチ先端のダイアフラムは局部座屈発生箇所近傍に位置しており、その剛性により面外変形は抑制されている。3.1(1)において、ダイアフラムの効果は最大耐力以降で見られることを述べたが、これは局部座屈が最大耐力付近で現れ、その後顕著となる面外変形がダイアフラムによって抑制されることに対応していると考えられる。

なお、いずれの場合においても、隅角部ウェブパネルおよびハンチで塑性変形が認められた。

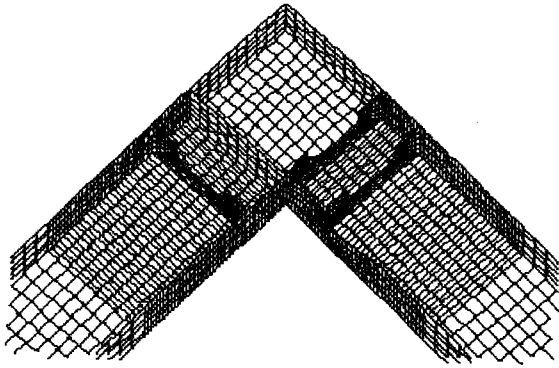
以上は3サイクル载荷の解析結果をもとにしている。1サイクル载荷の場合、局部座屈の進展および耐力低下は遅いが、基本的には同じ変形性状を示した。



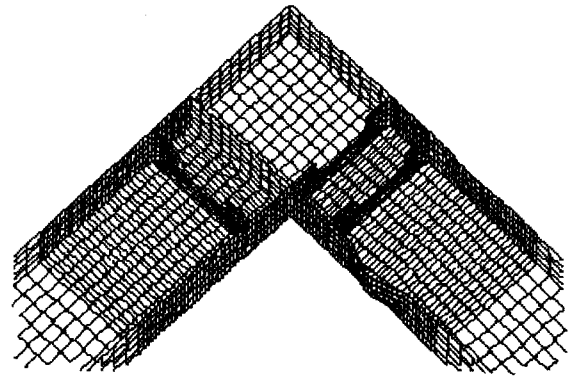
(a) G-1 (+4 δy)



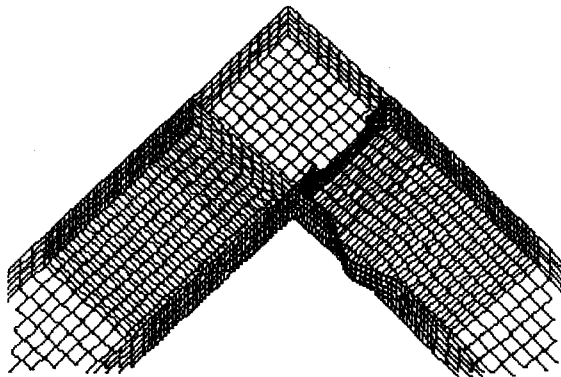
(a) G-3 (+4 δy)



(b) H-1 (+6 δy)

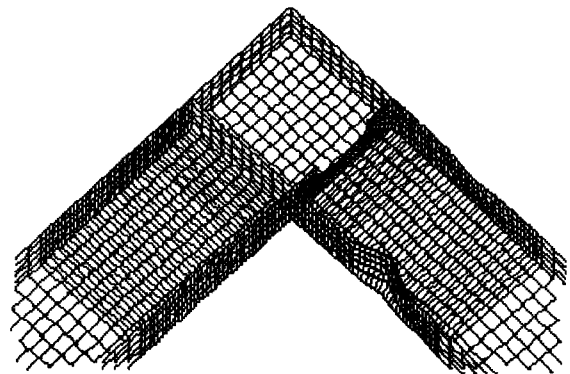


(b) H-3 (+4 δy)



(c) I-1 (+6 δy)

図-4.3.5 変形性状 (シリーズ1)



(c) I-3 (+4 δy)

図-4.3.6 変形性状 (シリーズ3)

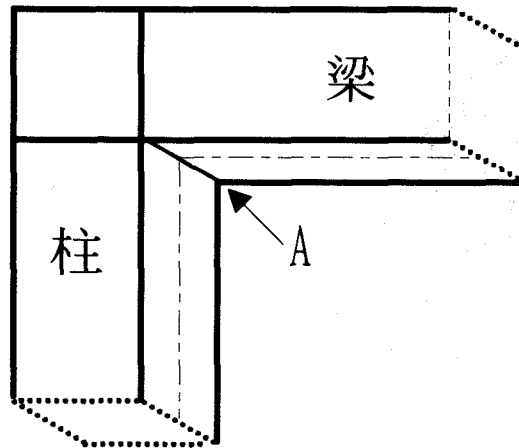


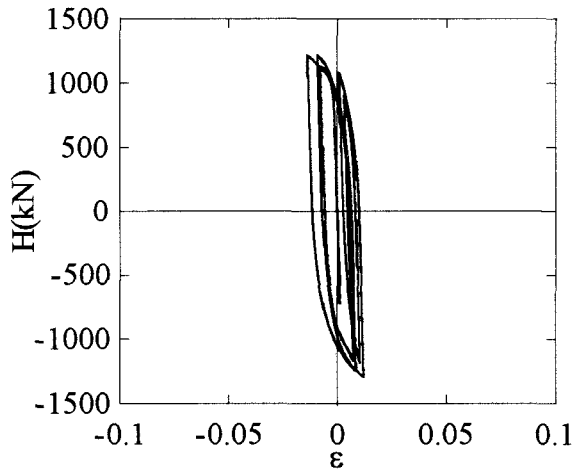
図-4.3.7 ひずみ着目点

4.3.3 隅角部のひずみ集中

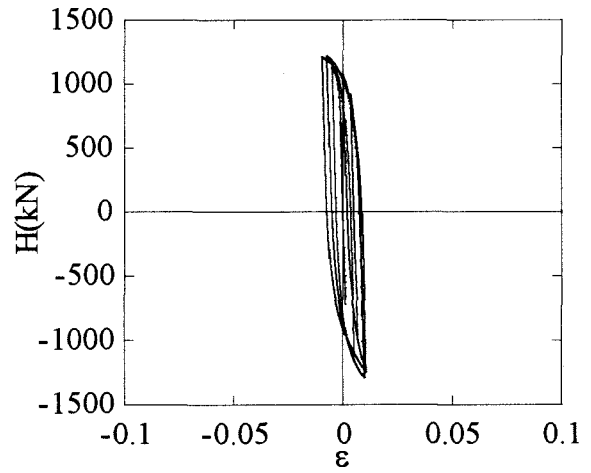
1994年のノースリッジ地震では、多くの梁・柱の接合部で脆性破壊が生じた [Chen, W.F., 1996]。また1995年の兵庫県南部地震でも、同様の被害が報告されている [阪神・淡路大震災調査報告編集委員会, 1997]。その一因として、せん断遅れ現象などによって生じる梁と柱の接合部のひずみ集中が挙げられる。そこで、1サイクル載荷の解析で得られた部材軸方向の直ひずみ ε に着目し、G-1, H-1, G-3, H-3 の梁・柱接合部 (図-4.3.7 のA点) における水平荷重 H -直ひずみ ε 関係を図-4.3.8~4.3.11 にまとめている。

この結果を見ると、H-1 のA点梁側で非常に大きなひずみが生じている。図-4.3.5(b)の変形図から明らかなように、この点周辺では局部座屈が起こっており、大きなひずみはそれに起因していることが理解される。載荷点変位は正負交番に制御され (図-4.2.3)、それに伴いひずみも変動するが、H-1 のA点梁側のひずみは引張側に片寄っており、正負両側で大きなひずみが生じているわけではない。すなわち、局部座屈の発生により非常に大きなひずみが生じるが、それは大きな交番ひずみの発生を意味するものではない。なお、鋼製パイプ断面橋脚の局部座屈箇所でも、40%程度のひずみを生じることが報告されている [葛漢彬, 1997]。

G-1 と H-1, G-3 と H-3 のひずみを比較すると、いずれもハンチを有する G タイプの方がひずみは小さくなっており、ハンチがひずみ集中の緩和に有効であることがわかる。また、G-1 と G-3, H-1 と H-3 の結果を比較すると、板厚の大きなシリーズ3の方がひずみは小さく、板厚を増してもひずみ集中が緩和されることが理解される。G-1 と H-3 を比較すると、G-1の方がひずみは小さい。G-1はH-1にハンチを取り付けたもの、H-3はH-1の板厚を増したものであることから、板厚を増すよりもハンチを取り付ける方が、ひずみ集中緩和により有効であると推察される。

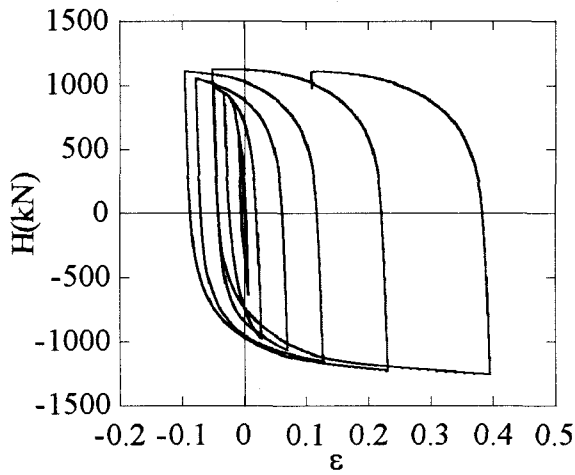


(a) 梁側

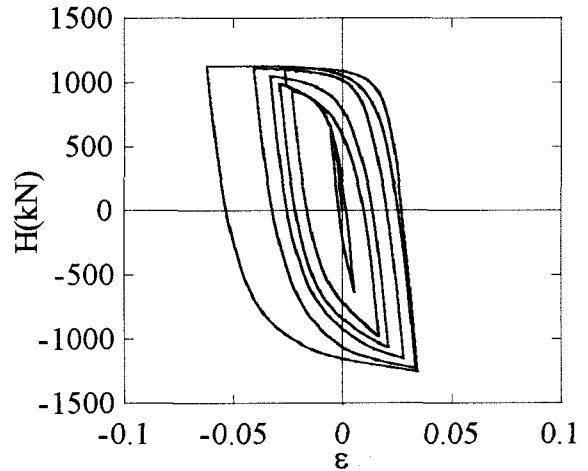


(b) 柱側

図-4.3.8 水平荷重—直ひずみ関係 (G-1)

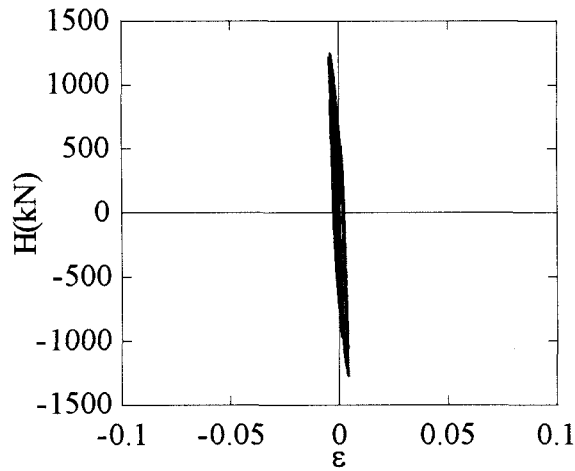


(a) 梁側

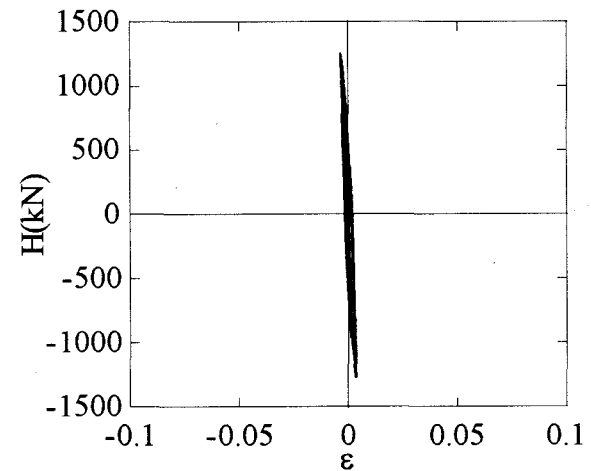


(b) 柱側

図-4.3.9 水平荷重—直ひずみ関係 (H-1)

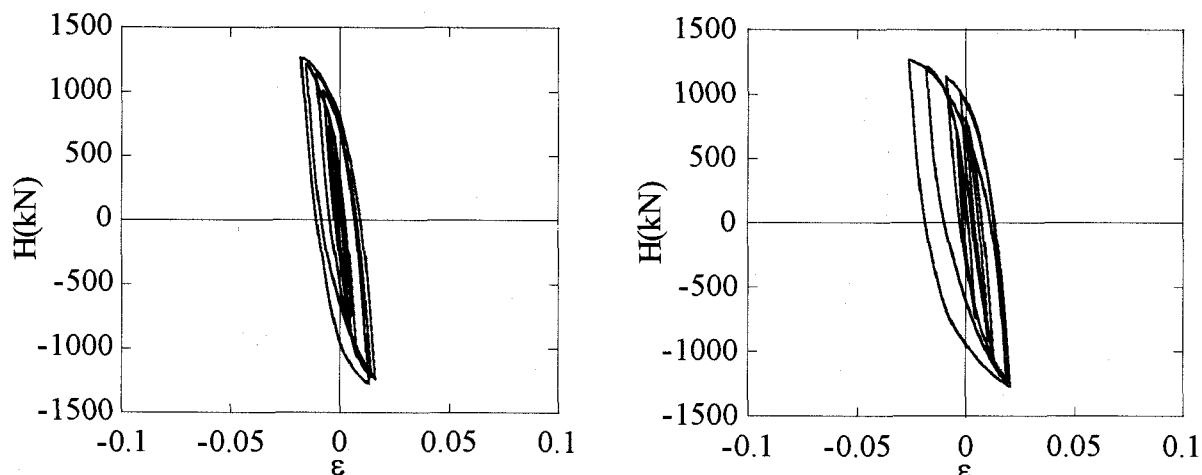


(a) 梁側



(b) 柱側

図-4.3.10 水平荷重—直ひずみ関係 (G-3)



(a) 梁側 (b) 柱側

図-4.3.11 水平荷重—直ひずみ関係 (H-3)

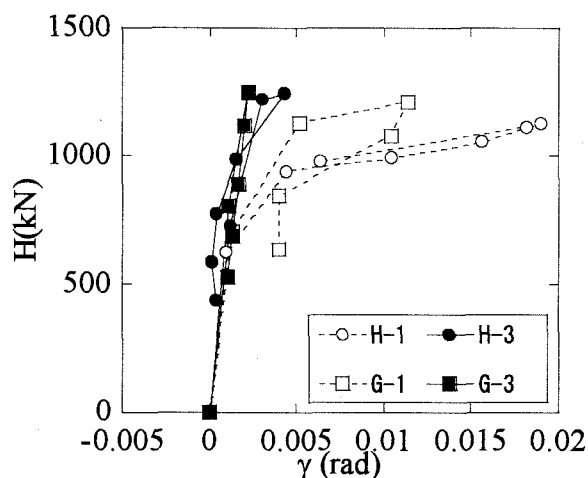


図-4.3.12 隅角部ウェブパネルのせん断変形

4.3.4 隅角部ウェブパネルのせん断変形

隅角部ウェブパネルでのエネルギー吸収を期待する耐震設計の考え方 [酒造敏廣, 1991] がある. そこで, 1 サイクル载荷の解析結果を用いて, G-1, H-1, G-3, H-3 における水平荷重 H と隅角部ウェブパネルのせん断変形角 γ の関係 (包絡線) を図-4.3.12 にまとめている. このせん断変形角は, パネル四隅の変位をもとに算出した平均的な角度である. いずれの場合においても, 最大耐力点以降において, せん断変形角は減少している. これは, 隅角部ウェブパネルの外で局部座屈が発生した後, 供試体の耐荷力が低下してウェブパネルに作用する応力が減少したこと, および変形性状や応力分布が変化したこと起因していると思われる.

図-4.3.12 の解析結果でモデル間の変形特性を比較すると, 板厚が同じモデル (同じシリーズのモデル) は最大耐力点までほぼ一致した変形挙動を示すが, 板

厚の異なるモデル間では大きな違いを生じていることがわかる。これらのことより、隅角部ウェブパネルのせん断変形には、ハンチの有無はあまり影響がなく、板厚が大きな影響を及ぼすことが理解される。

4.4 まとめ

本研究では、鋼製ラーメン隅角部の変形性状、耐震特性を把握するために、解析的検討を行った。得られた結果をまとめると次の通りである。

- (1) 平均応力から隅角部板厚を定めても、ハンチを取り付ければ、剛性、最大耐力ともに上昇し、せん断遅れを考慮して板厚を決めた場合とほぼ同じ耐力、変形特性が得られる。
- (2) せん断遅れを考慮して隅角部板厚を定めた場合、ハンチを取り付けることによる剛性、最大耐力の上昇は小さい。
- (3) 平均応力から隅角部板厚を定めてハンチを付けない場合、最大耐力は若干小さくなるが、最大耐力点の変位や最大耐力点までに吸収されるエネルギー量はむしろ大きくなる。
- (4) 平均応力から隅角部板厚を定めた場合、ハンチを付けないければ、面外変形が隅角部にも生じる局部座屈モードとなる。これ以外の場合、局部座屈はすべて柱・梁部材の一般部に集中して起こる。
- (5) ハンチ先端部に取り付けられるダイアフラムは局部座屈を抑制するように作用し、最大耐力以降の劣化の度合いを緩和する。
- (6) 耐震設計で重要となる、耐力が若干低下するまでの隅角部の力学的挙動を把握するには、1サイクル载荷による検討でも十分と考えられる。
- (7) 局部座屈が隅角部で生じると、梁と柱の接合部に大きなひずみが生じる。ただし、それは大きな交番ひずみの発生を意味するものではない。
- (8) 隅角部ウェブパネルの板厚を増すことでも梁・柱接合部のひずみは抑制されるが、ハンチを取り付ける方が抑制効果は大きい。
- (9) 隅角部ウェブパネルのせん断変形を制御するには、ハンチ取り付けよりもウェブパネルの板厚を変化させる方が効果的である。

参考文献

- [奥村敏恵, 1968] 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学会論文集, 第 153 号, pp.1-18, 1968.
- [中井博, 1987] 中井博, 福岡悟, 酒造敏廣, 明橋克良: 鋼製ラーメン隅角部の Shear lag と耐力とに関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.193-206, 1987.
- [酒造敏廣, 1991] 酒造敏廣, 事口寿男: 鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.121-134, 1991.
- [宇佐美勉, 1993] 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 青木徹彦: 鋼製橋脚モデル

- の繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響，構造工学論文集，Vol.39 A, pp.235-247, 1993.
- [黄元變, 1994a] 黄元變, 西村宣男, 高津秀俊：鋼製ラーメン橋脚隅角部の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40A, pp.201-214, 1994.
- [黄元變, 1994b] 黄元變, 西村宣男, 西野滋博：鋼製ラーメン隅角部パネルの強度および変形能の評価法，構造工学論文集，Vol.40A, pp.215-226, 1994.
- [Chen, W.F., 1996] Chen, W.F. and Yamaguchi, E.: Spotlight on steel moment frames, Civil Engineering, March, ASCE, pp.44-46, 1996.
- [日本道路協会, 1996] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，丸善，1996.
- [耐震設計研究WG, 1996] 耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，土木学会（鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会），1996.
- [山田尚之, 1996] 山田尚之, 青木徹彦：鋼製八角形断面柱を有するラーメン隅角部の静的および繰り返し強度特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.42A, pp.197-205, 1996.
- [ABAQUS/Standard User's Manual, 1997] ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.5.7, HKS, 1997.
- [青木徹彦, 1997] 青木徹彦, 長谷川桂, 山田将樹：鋼製ラーメン橋脚隅角部モデルの曲げおよび繰り返し強度特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.43A, pp.177-186, 1997.
- [建設省土木研究所, 1997] 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同報告書（I），1997.
- [構造工学震災調査特別小委員会, 1997] 構造工学震災調査特別小委員会：鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，土木学会（構造工学委員会），1997.
- [葛漢彬, 1997] 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉, 松村寿男：鋼製パイプ断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究，土木学会論文集 No.577 / I-41, pp181-190, 1997.
- [阪神・淡路大震災調査報告編集委員会, 1997] 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害原因の分析 第2章 鋼構造物，土木学会，1997.
- [後藤芳顯, 1998] 後藤芳顯, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則，土木学会論文集，No.591/I-43, pp.189-206, 1998.
- [鋼構造物の耐震検討小委員会, 1998] 鋼構造物の耐震検討小委員会：第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，土木学会（鋼構造委員会），1998.
- [三木千寿, 1998] 三木千寿, 四沢利康, 穴見健吾：鋼製橋脚ラーメン隅角部の

地震時脆性破壊，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.273-281，1998.

[岡下勝彦，1998] 岡下勝彦，大南亮一，道場康二，山本晃久，富松実，丹治康行，三木千壽：兵庫県南部地震による神戸港港湾幹線道路 P75 橋脚隅角部におけるき裂損傷の原因調査・検討，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.243-261，1998.

[鉄道総合技術研究所，1998] 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（案），1998.

[池田学，1999] 池田学，市川篤司，山田正人，安原正人：鋼製ラーメン隅角部の交番載荷実験，鉄道総研報告，第13巻，第4号，1999.